

## **A INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ENCHIMENTO NA RESPOSTA SÍSMICA DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS**



Humberto VARUM  
Professor Associado  
Universidade de Aveiro, Aveiro



Hugo RODRIGUES  
Investigador  
Universidade de Aveiro, Aveiro



Romeu VICENTE  
Professor Auxiliar  
Universidade de Aveiro, Aveiro



Aníbal COSTA  
Professor Catedrático  
Universidade de Aveiro, Aveiro

### **SUMÁRIO**

É comum considerar que as paredes de alvenaria de enchimento em edifícios têm uma contribuição favorável para a resposta destes às acções horizontais, e assim o seu efeito é normalmente desprezado no cálculo estrutural. Neste artigo é feita uma revisão dos aspetos relacionados com a influência dos painéis de alvenaria de enchimento no comportamento sísmico dos edifícios de betão armado. São brevemente analisadas diferentes estratégias de modelação destes. Como analisado neste artigo, sismos recentes evidenciam inúmeros casos de danos severos e colapsos em edifícios devido às alterações no comportamento das estruturas induzidas pelas paredes de alvenaria. As ferramentas numéricas disponíveis, em conjugação o estipulado em normas e recomendações internacionais, possibilitam a verificação da segurança sísmica dos edifícios com paredes de alvenaria, como analisado no caso de estudo apresentado.

### **1. INTRODUÇÃO**

Os painéis de alvenaria de enchimento são amplamente utilizados em estruturas porticadas de betão armado como elementos de compartimentação, proteção para o exterior, contribuindo

para o conforto térmico e acústico, podendo ter ainda funções estruturais, como elemento resistente a esforços verticais e/ou horizontais. Um painel de alvenaria pode ter apenas uma destas funções, ou combinar várias.

Quer na avaliação da segurança dos edifícios existentes, quer mesmo no dimensionamento de edifícios novos, estes elementos são normalmente considerados como não estruturais e, assim, é desprezada a sua contribuição para a resposta global dos edifícios. Esta simplificação tende a ser considerada como conservativa para a segurança dos edifícios às ações gravíticas, no entanto, o mesmo poderá não acontecer para as ações horizontais, particularmente para as ações induzidas pelos sismos.

As normas sísmicas atuais já prevêm a consideração dos painéis de alvenaria na modelação do comportamento das estruturas e até propõem regras simples para a verificação da sua segurança para solicitações no plano e fora do seu plano.

A observação dos danos e colapsos de edifícios em sismos recentes, relacionados com a participação dos painéis de alvenaria na resposta global das estruturas justificaram a realização de diversos estudos recentes, experimentais e numéricos, que procuram compreender melhor a influência dos painéis de alvenaria de enchimento na resposta global dos edifícios.

No presente artigo são analisados os danos mais frequentes em edifícios de betão armado, observados em sismos recentes, associados às alterações no comportamento estrutural devido à contribuição dos painéis de alvenaria. São revistas as principais estratégias de modelação para a consideração do seu efeito na análise estrutural global, são analisados os efeitos nestes elementos observados em sismos recentes e, por fim, é apresentado um caso de estudo correspondendo à verificação da segurança sísmica de um edifício existente, onde se analisa a influência das paredes de alvenaria de enchimento.

## **2. COMPORTAMENTO DAS PAREDES DE ENCHIMENTO FACE AOS SISMOS**

### **2.1. Introdução**

É reconhecido que os painéis de alvenaria podem alterar de forma significativa o comportamento das estruturas de betão armado quando sujeitas a ações horizontais, alterando: *i*) a rigidez; *ii*) a resistência máxima; e *iii*) a capacidade de dissipação de energia, podendo introduzir danos severos ou mecanismos de colapso não previstos [1].

A não consideração da influência destes elementos no dimensionamento de estruturas novas, e na verificação de segurança de estruturas existentes, é sem dúvida uma simplificação, pois mesmo tendo estes elementos uma abordagem simplificada em projeto e execução, eles alteram de forma significativa a resistência e rigidez lateral dos edifícios, atraindo forças para elementos que não foram dimensionados para tal [2]. Mas, em certas situações de distribuição regular das paredes e para certos níveis de ação sísmica, a contribuição dos painéis de alvenaria pode contribuir para a redução dos deslocamentos relativos entre pisos, conduzindo a menores danos em elementos estruturais e não estruturais como canalizações, juntas de dilatação, equipamentos, etc. [3].

A presença dos painéis de alvenaria pode introduzir irregularidades na resposta sísmica dos edifícios, em altura e em planta. A existência de pisos comerciais no rés-do-chão dos edifícios, ou de pisos técnicos, lojas, escritórios em pisos superiores pode introduzir uma descontinuidade da distribuição da rigidez em altura, podendo originar mecanismos de colapso que mobilizam apenas alguns pisos. A distribuição irregular das paredes de alvenaria no piso, quando não considerada em dimensionamento, introduz irregularidades em planta, com uma torção global do edifício que poderá induzir esforços adicionais não considerados no dimensionamento. Este efeito tende a solicitar com maior intensidade os pórticos exteriores dos edifícios [4]. Além dos mecanismos globais, as paredes podem ainda induzir mecanismos de colapso local, por exemplo associados às aberturas dos painéis de alvenaria na localização das portas e janelas, que provocam um altura de pilar livre mais curta que a prevista em projeto

(normalmente, a altura entre pisos), tendo assim uma rigidez bastante superior que pode tender a originar um mecanismo de pilar curto com rotura por corte (ver exemplo na Figura 1) [5].



Figura 1 : Rotura por corte de um pilar junto a uma abertura (mecanismo tipo pilar curto) [6]

A evolução do comportamento no plano de um painel de alvenaria confinado por um pórtico de betão armado, quando sujeito a ações horizontais cíclicas crescentes, pode ser caracterizada em três fases. Inicialmente, o pórtico e a parede de alvenaria apresentam um comportamento monolítico, não havendo separação entre os mesmos, e resistem a níveis de carga elevados sem apresentar fendilhação significativa. A duração desta fase depende principalmente das condições de ligação pórtico-parede. Esta fase termina quando surgem escorregamentos e abertura de fendas na interface, principalmente nos cantos das paredes. Após o dano nos cantos do painel dá-se o início da segunda fase, em que se verifica uma progressão das fendas ao longo do painel, dirigidas para os cantos comprimidos, tendendo a parede a funcionar como uma biela diagonal comprimida em cada direção de solicitação. A terceira caracteriza-se pela rotura, que pode ocorrer pela alvenaria ou pelo pórtico dependendo da resistência relativa, ocorrendo em algumas situações a rotura prematura dos pilares, como discutido anteriormente. O mecanismo de rotura da alvenaria influencia a resposta das estruturas após a sua ocorrência. Para os casos em que a resistência dos pilares seja suficiente de modo a evitar a sua rotura prematura, a rotura das paredes de alvenaria pode ocorrer segundo um dos seguintes mecanismos, ou até como resultado da combinação dos mesmos: *i*) rotura por deslizamento ao longo das juntas horizontais de argamassa (Figura 2a); *ii*) rotura por tração com fendilhação na direção diagonal comprimida do painel (Figura 2b); *iii*) rotura por esmagamento localizado nos cantos comprimidos (Figura 2c).

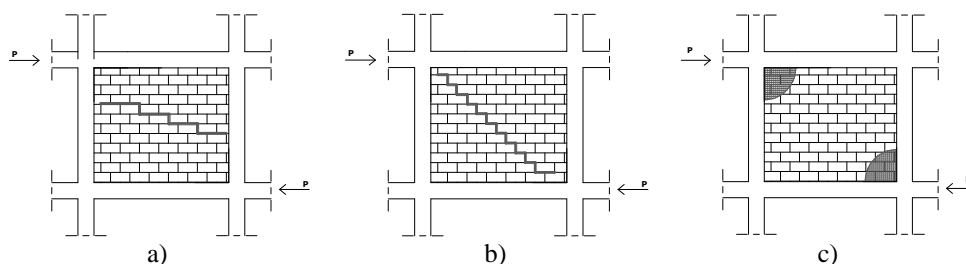


Figura 2 : Mecanismos de rotura de painéis de alvenaria: a) rotura ao longo das juntas; b) rotura diagonal; c) rotura por esmagamento dos cantos comprimidos [1]

## 2.2. Modelação do comportamento estrutural de painéis de alvenaria de enchimento

Nos últimos anos têm sido desenvolvidos inúmeros estudos numéricos, com vários tipos de abordagem e complexidade, bem como ensaios experimentais, com o objetivo de interpretar os fenómenos de interação entre os painéis de alvenaria e os pórticos envolventes.

Polyakov [7] desenvolveu estudos sobre os mecanismos de interação entre painéis de alvenaria e elementos de betão sujeitos a forças horizontais, introduzindo o conceito de biela equivalente.

Seguiram-se vários estudos com o objetivo de aprofundar este conceito e determinar a largura da biela equivalente. Descrições resumidas destes métodos podem encontrar-se em [8].

A modelação da participação da parede de alvenaria pode ser realizada com recurso a várias estratégias, que se podem dividir em dois grandes grupos: *i*) micro-modelos, em que a discretização é feita ao nível do elemento (Figura 3a), separando os elementos de tijolo dos elementos de junta, através de elementos de interface, podendo ser atribuídas diferentes características de comportamento a cada tipo de elemento; e *ii*) macro-modelos, em que apenas é necessária uma lei constitutiva global para a alvenaria exigindo assim um grau de refinamento menor (Figura 3b).

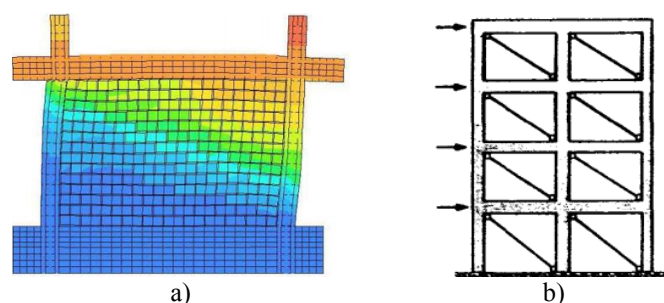


Figura 3 : Exemplos de modelação de painéis de alvenaria a) Modelo refinado[9]; b) Modelo simplificado [10]

A utilização de micro-modelos implica a definição detalhada dos vários elementos que compõe a alvenaria, como o tijolo, a junta e a interface tijolo-junta. Com a utilização deste tipo de modelos obtém-se uma representação bastante próxima do comportamento real, tendo em conta os efeitos locais e globais, e permite traçar com boa aproximação o padrão de fendilhação na parede, determinar o valor da carga última e o mecanismo de colapso associado. No entanto, o esforço de cálculo associado, e o elevado número de parâmetros para a sua caracterização, podem tornar estes modelos difíceis de aplicação na análise de edifícios, sendo no entanto bastante úteis em análises a nível local de alguns painéis ou como ferramentas de calibração de outros modelos globais.

Os macro-modelos são mais simplificados e permitem uma representação global do comportamento do painel de alvenaria e da sua influência na resposta estrutural dos edifícios. De todos os macro-modelos desenvolvidos, o mais utilizado é o modelo da dupla biela diagonal equivalente. De entre os macro-modelos propostos para a simulação dos painéis de alvenaria destacam-se os que permitem a: *i*) consideração de secções homogeneizadas dos pórticos, com existência de ligadores que assegurem o funcionamento conjunto dos dois elementos, *ii*) utilização da teoria da plasticidade, apenas para a determinação da carga de colapso dos pórticos preenchidos com alvenaria, *iii*) utilização de coeficientes de comportamento obtidos a partir do estudo de edifícios sujeitos a ações sísmicas.

Recentemente foi proposto, e implementado no programa VisualANL [11], um macro-modelo para representar o comportamento não-linear de painéis de alvenaria de enchimento, e a sua influência na resposta global de edifícios de betão armado sujeitos a cargas estáticas e/ou dinâmicas. Este modelo simplificado permite considerar a interação entre as duas bielas que representam um painel, constituindo-se como uma melhoria relativamente a outros modelos propostos por outros autores. O comportamento monotónico de cada painel depende das suas dimensões, dimensão e posição de possíveis aberturas, propriedades dos materiais (tijolo, juntas), qualidade de mão-de-obra na sua execução, condições de interface entre o painel e os elementos de betão armado envolventes. A curva monotónica de comportamento de um painel de alvenaria pode ser obtida através de expressões empíricas, ou resultados de ensaios experimentais. O comportamento não-linear de um painel de alvenaria sujeito a cargas cíclicas alternadas é controlado através de regras históricas, ilustradas nas Figura 4, que representam os efeitos das solicitações cíclicas na resposta mecânica dos painéis, como a degradação de rigidez e resistência, efeito de *pinching* e ciclos internos.



Figura 4 : a) Macro-modelo para simulação de painéis de alvenaria com interação da resposta nas duas direções; b) Resposta global de um painel e regras histeréticas [11]

### 2.3. Recomendações Internacionais

Reconhecendo a importância da contribuição dos painéis de alvenaria para a resposta global de edifícios de betão armado, nos últimos anos os códigos e recomendações internacionais têm passado a incluir referências à influência dos painéis de alvenaria na resposta deste tipo de estruturas, nomeadamente o Eurocódigo 8 [12], FEMA 273 [13], FEMA 356 [14], e a norma Neozelandesa [15].

O Eurocódigo 8 (EC8) [12] inclui uma secção específica para o dimensionamento de estruturas de betão armado com painéis de alvenaria de enchimento, reforçando a ideia da importância da verificação da eventual distribuição irregular dos painéis, em planta e em altura. O EC8 especifica que o período a ser considerado na avaliação das forças sísmicas seja o valor médio entre o respetivo valor para o pórtico com e sem alvenaria, dimensionando depois a estrutura sem os painéis de alvenaria. Os documentos FEMA273 [13] e FEMA356 [14] incluem procedimentos para avaliar a resposta estrutural de edifícios de betão armado, considerando os painéis de alvenaria de enchimento, dando indicações para o uso do modelo de dupla biela equivalente. A norma Neozelandesa [15] aponta também o modelo de dupla biela equivalente para a consideração do efeito das alvenarias no plano da estrutura porticada, e apresenta um método simplificado para avaliar a segurança dos painéis no que se refere ao seu comportamento fora do plano.

A definição de estados limite para a avaliação do comportamento/dano dos painéis de alvenaria está diretamente associada ao deslocamento relativo entre pisos a que os painéis se encontram sujeitos. Com base em modelos simplificados Magenes e Pampanin [16] deduziram que o colapso dos painéis ocorre num intervalo de *drift* entre 0,4% e 1%. O FEMA 306 [17], o FEMA 307 [18] e a norma Neozelandesa [15] apresentam também valores de referência semelhantes para o *drift* máximo (1,5% para alvenaria de tijolo, e 2,5% para alvenaria de blocos de betão não preenchidos).

### 3. LIÇÕES DE SISMOS RECENTES

Sismos recentes têm demonstrado que o conhecimento atual sobre a influência dos painéis de alvenaria de enchimento na resposta das estruturas de edifícios de betão armado não tem sido aplicado na prática. De facto, estatísticas sobre os efeitos de sismos recentes demonstram que o número de edifícios afetados, os custos associados às alvenarias danificadas, à sua reparação ou substituição, e os custos de inoperacionalidade dos edifícios afetados são altíssimos.

No que se segue apresentam-se as principais conclusões das observações dos danos em edifícios com painéis de alvenaria de enchimento em sismos recentes, nomeadamente: sismo da Izmit, Turquia, em 1999; sismo de Sichuan, China, em 2008; sismo de L'Aquila, Itália, em 2009; e o recentemente ocorrido sismo de Lorca, Espanha, em 2011.

### 3.1. Sismo de Izmit, Turquia, 1999

Em Agosto de 1999, na Turquia, um sismo de magnitude 7,4 afetou a zona do golfo de Izmit. Neste sismo também ficou patente o efeito da influência dos painéis de alvenaria na resposta sísmica das estruturas. Os edifícios de betão armado com painéis de alvenaria de enchimento com tijolos de furação horizontal, sem reforço e sem qualquer ligação à estrutura tiveram um comportamento deficiente, particularmente em edifícios construídos antes dos anos 70 [5].

Foi verificado que os danos nos painéis de alvenaria se concentraram nos pisos inferiores, onde se desenvolve maior nível de corte basal (ver Figura 5). Assim, a interação entre os painéis de alvenaria e os elementos estruturais é mais importante nos pisos inferiores. O aumento dos danos nos painéis nestes pisos poderá levar ao colapso do edifício. Após o colapso destes painéis de alvenaria nos pisos inferiores, os elementos estruturais nestes pisos têm de suportar os esforços totais de uma estrutura com as irregulares em altura agravadas [19].



Figura 5 : Distribuição dos danos em altura [19]

### 3.2. Sismo de Sichuan, China, 2008

Em Maio de 2008 ocorreu na província de Sichuan, China, um sismo com a magnitude de 7,9 que afetou uma extensa área, provocando um elevado número de perdas humanas.

A zona afetada por este sismo era classificada no regulamento Chinês de dimensionamento sísmico como zona de “moderada sismicidade”, com intensidade sísmica máxima de VII na escala EMS-1998. No entanto, o nível de intensidade VII foi ultrapassado. A intensidade registada naquela zona varia entre VIII e X, chegando mesmo a atingir a intensidade XI em alguns locais [20].

As estruturas de betão armado comportaram-se geralmente bem, tendo em conta a intensidade da ação sísmica a que foram sujeitas. Muitos dos colapsos de edifícios de betão armado observados estão relacionados com mecanismos de comportamento tipo *soft-storey* (Figura 6), potenciados pelas irregularidades em altura (associadas à diferença de altura entre pisos consecutivos, particularmente ao nível do rés-do-chão, combinada com a ausência de painéis de alvenaria de enchimento neste piso para instalação de espaços de uso comercial e/ou estacionamento [21].





Figura 6 : Formação de mecanismo tipo *soft-storey* [20]

Na Figura 7 são visíveis os danos observados num edifício em construção de betão armado com painéis de alvenaria de enchimento, com 3 pisos, onde se realça a influência da interação entre os painéis de alvenaria e os elementos estruturais (pilares, nós viga-pilar e vigas). É possível observar zonas da estrutura do edifício onde os danos se concentram nos painéis de alvenaria (Figura 7a). Mas, também se observaram pontos onde surgiram danos severos nos elementos estruturais (pilares e nós viga-pilar), além dos danos nos painéis de alvenaria confinados por estes, devido à interação e transmissão de esforços entre os painéis de alvenaria e a estrutura (Figura 7b e 7c).



Figura 7 : a) Separação entre os painéis de alvenaria de enchimento e a estrutura de BA, com concentração dos danos nade alvenaria; b) e c) Danos em painéis de alvenaria de enchimento e nos elementos estruturais confinantes de BA [21]

### 3.3. Sismo de L'Aquila, Itália, 2009

No dia 6 de Abril de 2009, um sismo de magnitude moderada atingiu a região de Abruzzo, no centro de Itália, com uma magnitude ( $M_w$ ) de 6,2, e profundidade estimada em cerca de 10km. A proximidade do epicentro relativamente ao centro da cidade de L'Aquila e a sua reduzida profundidade causaram danos severos e colapso de muitos edifícios. Sendo as tipologias de construção existentes em L'Aquila muito semelhantes à do parque edificado em Portugal, constitui-se este caos de estudo como uma fonte de informação relevante para a identificação das principais deficiências no nosso parque edificado, que se corrigidas poderão evitar danos num eventual sismo a ocorrer em Portugal. Os danos observados são variados, em função da localização do edifício (efeito de sítio e tipo de solo de fundação), do tipo de construção, da sua idade e do seu estado de conservação. Em termos globais, os edifícios recentes de betão armado tiveram um bom comportamento, apenas com danos ligeiros em casos pontuais. Foi observado o colapso de alguns edifícios de BA mais antigos. Os danos registados nos diferentes edifícios de betão armado estão associados principalmente aos elementos não estruturais, nomeadamente nas zonas de apoio e ligação dos painéis de alvenaria de enchimento. Os danos estruturais encontrados foram essencialmente devidos à má qualidade dos materiais, insuficiente capacidade ao corte de pilares, deficiente pormenorização de nós viga-pilar e desenvolvimento de mecanismos de colapso tipo *soft-storey*.

Na Figura 8 são apresentados exemplos de danos não-estruturais em paredes da envolvente externa de edifícios recentes com estrutura porticada em betão armado. As causas para a

ocorrência destes danos estão associadas à esbelteza dos panos de alvenaria, falta de confinamento do pano exterior, ausência de sistemas de grampeamento entre panos de paredes e de conexão com a estrutura de betão armado confinante, e reduzida rigidez dos elementos estruturais em consola (vigas, avançados). Verificaram-se situações (Figura 8a e 8b) em que o revestimento dos elementos estruturais, em forra cerâmica, colapsou devido à deficiente adesão às vigas, e onde o pano exterior de alvenaria em tijolo face-à-vista também colapsou por insuficiente apoio sobre a viga periférica/laje [22].

Na Figura 8c apresenta-se um exemplo de desligamento extensivo do pano de parede exterior, que forra externamente toda a estrutura e envolvente, devido à ausência de sistema de grampeamento eficiente da forra exterior à parede. Nos dois casos analisados é notória a fraca qualidade de execução das paredes (inadequada espessura e execução das juntas de assentamento dos tijolos).

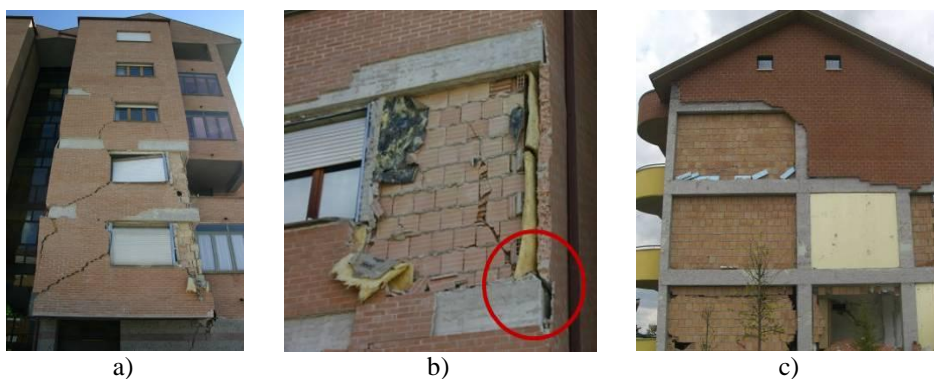


Figura 8 : a) Fissuração e b) colapso do pano exterior de parede dupla exterior; e c) desligamento total do pano de parede/revestimento exterior da envolvente

Os painéis de alvenaria são sensíveis à aceleração e deslocamento, de modo que as condições de ligação a outros panos de parede e paredes ortogonais, bem como as condições de conexão à estrutura resistente, fundamentais no comportamento (ver Figura 9). Devido a estes aspetos, os mecanismos de colapso no plano e para fora do plano podem ocorrer. Paredes de alvenaria não confinada, desprovido de elementos de cintagem na zona de cunhais e mudança de direção (pilares), sofreram colapsos para fora do plano como se apresenta na Figura 9. Todos os problemas descritos acima, agravam e aumentam a potencialidade de mecanismos de colapso para fora do plano de painéis de alvenaria [22].



Figura 9 : A fissuração generalizada resultante da resposta da parede no plano  
Colapso de paredes não confinadas [22]

Na localidade de Pettino, e num aglomerado de três edifícios semelhantes em termos de tipologia, dois deles sofreram colapso por mecanismo de *soft-storey*. Estes edifícios eram de



uso residencial multifamiliar, com três ou quatro pisos e sem cave. Os edifícios foram construídos no início dos anos 1980 e possuíam uma estrutura porticada de betão armado com painéis de alvenaria de enchimento. O rés-do-chão destes edifícios tinha a função de garagem, com menor número de paredes a este nível e grandes aberturas para acessos às garagens. Estes edifícios são irregulares em planta (ver na Figura 10 o levantamento baseado nas observações realizadas no local). Apesar dos 3 edifícios terem geometria e estrutura semelhantes, o edifício construído a uma cota inferior (cerca de 3 metros relativamente aos outros 2), manifestou danos também concentrados ao nível do R/C, mas não tão graves, evidenciando a importância das condições de fundação. Nos três casos as irregularidades em altura (pela menor número de paredes no R/C) e em planta (pela geometria do edifício, criando torção global) condicionaram o comportamento e a resposta dos edifícios, criando um mecanismo do tipo *soft-storey*.

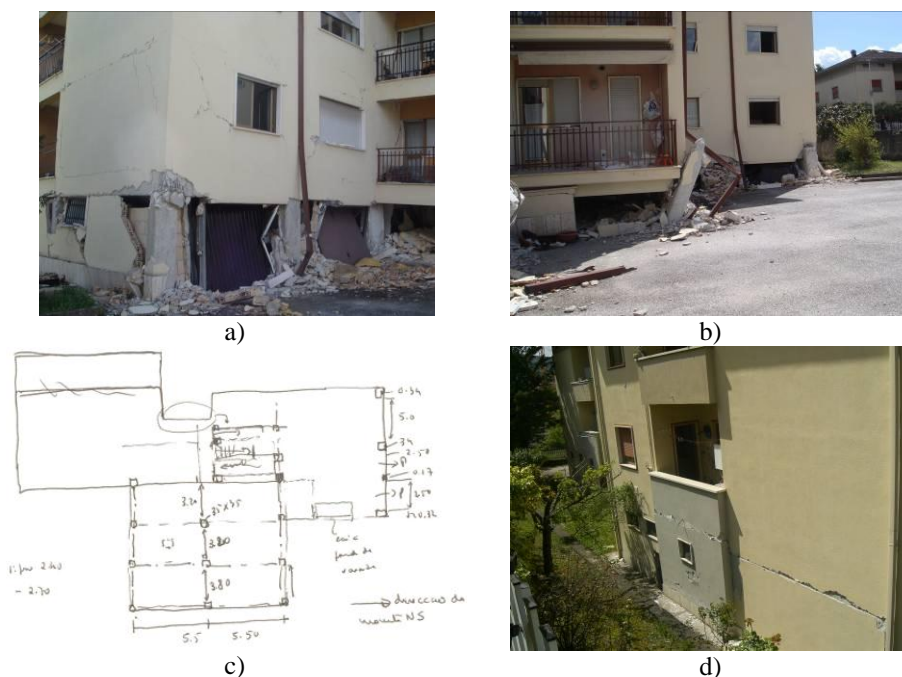


Figura 10 : a) e b) vistas gerais dos edifícios – mecanismo de colapso tipo *soft-storey*; c) esquema estrutural (planta do R/C); d) edifício com menor nível de dano

Um outro edifício, na localidade de Paganica, que manifestou comportamento sísmico deficiente, e onde a participação dos painéis de alvenaria condiciona a resposta, apresenta-se na Figura 11. O edifício, de uso residencial, tem uma estrutura porticada de betão armado, sem paredes resistentes e com paredes de alvenaria de enchimento. O edifício é isolado e possui R/C e dois pisos (sem cave). Na Figura 11 apresenta-se o esquema estrutural do edifício, baseado nas observações realizadas no local, onde é possível verificar que se trata de uma estrutura muito regular em planta, com vãos reduzidos (cerca de 4m) em que os pilares têm todos a sua maior inércia orientada numa das direções [6].

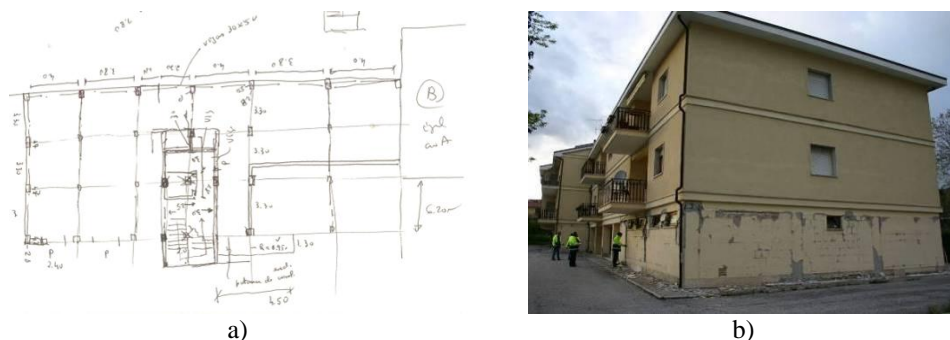


Figura 11 : a) Esquema estrutural (planta do R/C) b) vista geral do edifício

Neste edifício foram observados danos nos painéis de alvenaria, no plano e fora do plano (Figura 12a e 12b), e danos nos elementos estruturais ao nível do R/C, tais como formação de rótulas plásticas e rotura por corte em pilares. Foi verificada ainda a existência de deficiências de pormenorização da armadura ao nível dos nós viga-pilar, como ilustrado na Figura 12c.



Figura 12 : Danos estruturais em edifício (localizado em Paganica): a) danos no plano de um painel de alvenaria de enchimento; b) colapso para fora do plano de um painel de alvenaria de enchimento; c) rotura por corte do topo de um pilar

### 3.4. Sismo de Lorca, Espanha, 2011

Recentemente, em Maio de 2011, dois sismos de magnitude 4,5 e 5,1 afetaram a cidade de Lorca, em Espanha (Figura 13). Nas primeiras imagens disponíveis sobre os danos provocados por estes sismos é mais uma vez demonstrada a importância da participação dos painéis de alvenaria na resposta sísmica das estruturas dos edifícios. Em particular, os efeitos associados ao colapso dos painéis exteriores de alvenaria para fora do seu plano.

Pela proximidade geográfica com Portugal e pelas semelhanças com a situação nacional em termos de técnicas e soluções construtivas, bem como dos materiais utilizados, é oportuno o desenvolvimento de uma análise detalhada dos efeitos deste sismo. Este sismo poderá e deverá constituir-se como uma fonte de informação para a avaliação da segurança dos edifícios existentes em Portugal, bem como para o aperfeiçoamento das boas práticas construtivas.

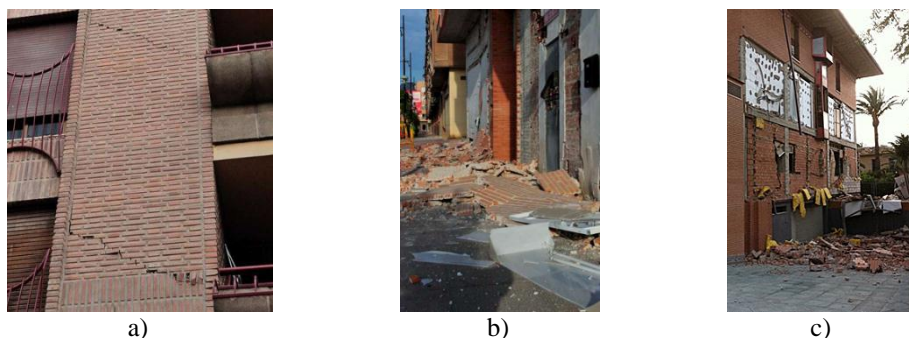


Figura 13 : Danos em edifícios de betão armado com painéis de alvenaria de enchimento (Lorca, 2011): a) danos no plano das paredes de alvenaria; b) e c) Colapso de painéis de alvenaria para fora do seu plano [23]

#### 4. ERROS TÉCNICOS DE EXECUÇÃO E FALTA DE DIMENSIONAMENTO

Para além das anomalias resultantes das diversas ações sobre os edifícios, alguns dos quais atrás descritas, surgem frequentemente como fatores negativos seus do processo de conceção e projeto ou de execução em obra. Estes defeitos podem afetar ou agravar os efeitos de outras ações já descritas. Na Tabela 1 apresenta-se uma listagem dos principais erros técnicos de conceção e da fase de execução das paredes de envolvente externa e de compartimentação interior.

Dos aspetos apresentados na Tabela 1, todos eles importantes, sublinhar-se-iam, de seguida, alguns com particular interesse [24]: Pormenorização incompleta e negligência na determinação das exigências das paredes, consequente da ausência de um projeto de alvenarias, salvaguardando raras exceções em que se trata de paredes de alvenaria resistente ou com outra função particular. Em geral, o projeto de alvenarias reduz-se a uma simples especificação do tipo de dimensões nominais do tijolo, sem qualquer referência relativa às respetivas características físicas e químicas, às características da argamassa a utilizar ou ainda às condições de execução. A repercussão do projeto na qualidade da execução é muito significativa e pode mesmo em situações de total inadequação, ser desastrosa e com consequências por vezes irrecuperáveis. O projetista deverá adotar uma solução construtiva da parede, adequada à função a desempenhar, especificar e escolher o material e conhecer e definir a tecnologia a empregar. Por sua vez na fase de execução poderão surgir um grande número de defeitos por desrespeito ao projeto, por deficiências de planeamento e por utilização de tecnologia não adequada e de mão-de-obra não qualificada (ou insuficientemente motivada para os procedimentos inerentes à obtenção da qualidade). Alguns autores dedicaram-se ao estudo e ensaio de paredes com defeitos de execução tendo-se verificado que, em média, a resistência mecânica destas paredes vinha reduzida de cerca de 50%.

O deficiente preenchimento das juntas de assentamento é resultado de uma negligência recorrente por parte dos operários que encaram o assentamento como uma preocupação secundária. Alguns ensaios [25] revelam que o mau preenchimento de juntas pode resultar numa redução da resistência da alvenaria em cerca de 30%. No caso do mau preenchimento das juntas verticais o seu efeito na resistência à compressão da alvenaria é reduzida, contrariamente ao que acontece com a resistência à flexão lateral, cuja redução é importante. O mau preenchimento das juntas verticais prejudica ainda o isolamento acústico e propicia o aparecimento de infiltrações. Problemas de grampeamento e ligação entre os dois panos da parede dupla são também ações construtivas de frequente insucesso, por negligência no posicionamento dos grampos, com consequências em termos de humidade, fissuração e estabilidade. Os erros mais frequentes são: *i*) Inadequada resistência e rigidez dos grampos (tendo em atenção o tipo de suporte e os esforços a que estão sujeitos); *ii*) Número insuficiente e distribuição inadequada de grampos; *iii*) Incorreta colocação e posicionamento dos grampos; *iv*) Comprimento de embebição (fixação) insuficiente num ou nos dois panos de alvenaria.

Vekey *et al.* [26] estudaram a influência do comprimento de embebição na resistência ao arrancamento e deformação de diferentes tipos de grampos. Qualquer sistema de grampeamento, que não seja estudado em fase de projeto poderá vir a revelar-se pouco eficaz.

Tabela 1 – Erros técnicos de projeto execução

Conceção	Execução
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Deficiente avaliação do desempenho da parede, quer na globalidade, quer na ligação a outras partes do edifício, no que respeita à penetração da água, durabilidade e comportamento estrutural;</li> <li>• Insuficiente avaliação e determinação das propriedades a exigir ao tijolo e argamassa;</li> <li>• Especificações dos materiais, testes e técnicas de execução omissas ou vagas, remetendo para “procedimentos habituais de qualidade reconhecida” e para a “experiência da mão-de obra”;</li> <li>• Pormenorização incompleta, com utilização excessiva de desenhos tipo, não adaptados à obra em causa, deixando a verdadeira pormenorização para a fase de execução;</li> <li>• Negligência na determinação de movimentos previsíveis, na definição das exigências do suporte (em particular em paredes de fachada) e imposição das necessárias juntas de expansão-contracção, quer verticais, quer horizontais;</li> <li>• Negligência na determinação de exigências estruturais das paredes exteriores face à ação do vento e sismo e na adoção das soluções construtivas delas decorrentes (grampeamento, apoios suplementares, etc.);</li> <li>• Desconhecimento ou má interpretação e aplicação dos códigos, regulamentos e bibliografia técnica e científica da especialidade.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Deficiente compreensão do projeto, no que respeita aos pormenores construtivos e às características a exigir aos materiais;</li> <li>• Negligência na comunicação ao projetista de pormenores não executáveis ou de alterações adotadas em obra;</li> <li>• Desconhecimento do funcionamento de impermeabilizações, rufos e barreiras pará-vapor e insuficiente compreensão técnica das respetivas exigências em termos de execução;</li> <li>• Execução incorreta (ou omissão) de juntas de expansão-contracção prevista em projeto;</li> <li>• Deficiente preenchimento de juntas verticais e horizontais;</li> <li>• Instalação incorreta de grampos e outros elementos de ligação e travamento;</li> <li>• Acabamento desapropriado para as juntas de assentamento com espessuras excessivas;</li> <li>• Utilização de argamassas com composição química inadequada, incluindo, por exemplo substâncias expansivas;</li> <li>• Negligência na avaliação de condições atmosféricas durante a execução da obra (temperatura e humidade).</li> </ul>

## 5. CASO DE ESTUDO

### 5.1. Apresentação do caso de estudo e aspetos da modelação numérica

O caso de estudo apresentado corresponde a um edifício existente de habitação, com 9 pisos, construído na década de 50. A estrutura do edifício em estudo é composta por doze pórticos planos de betão armado, que se desenvolvem na direção transversal do edifício (direção Y, como representado na Figura 14), sendo cada um constituído por dois pilares e três vigas por piso, uma de ligação entre os dois pilares e as outras duas em consola. O piso térreo, com maior pé-direito, não tem qualquer utilização, nem paredes divisórias ou de fachada, estando assim o edifício “suspense” nos pilares deste piso. A geometria, dimensões e características dos elementos de betão armado (pilares e vigas) e das paredes de alvenaria foram obtidas com base no projeto e confirmadas *in-situ*.

O edifício foi analisado com modelos planos simplificados para cada uma das direções horizontais (X e Y). Uma característica particular que condiciona o comportamento deste tipo de edifícios é a ausência de painéis de alvenaria de enchimento ao nível do rés-do-chão. Além disso, o rés-do-chão tem uma altura de 5,5m enquanto todos os pisos superiores tem uma altura de 3,0m. Para simular o comportamento estrutural deste caso de estudo, foi utilizado o programa de cálculo VisualANL [27], que considera o comportamento não-linear em flexão dos elementos de betão armado (pilares e vigas) e dos painéis de alvenaria de enchimento. Cada elemento de betão armado é modelado por um macro-modelo, definido pela associação em série de três elementos finitos, dois com comportamento não-linear nas extremidades (rótulas plásticas) e um elemento central com comportamento linear. O comportamento não-linear é controlado através de um modelo histerético, baseado no modelo de Costa e Costa [28]. Para representar os painéis de alvenaria foi utilizado um macro-modelo implementado no programa VisualANL [11], e descrito sucintamente na Secção 3.2.

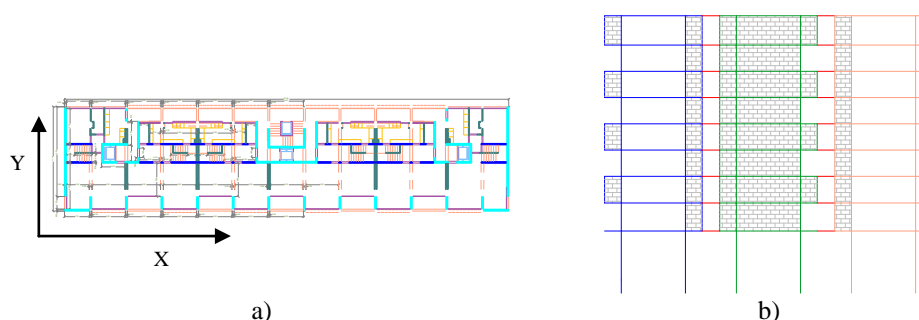


Figura 14 : Fotos do edifício em estudo: a) planta estrutural; b) modelo para a análise na direcção transversal (Y)

A primeira validação dos modelos numéricos foi efetuada através da comparação das medidas das frequências naturais *in-situ* e dos valores das frequências obtidas com os modelos numéricos. Foi encontrada uma boa correlação entre as frequências determinadas experimentalmente (1,17Hz para a direção longitudinal e 1,56Hz para a direção transversal) e as frequências estimadas com os modelos numéricos (1,08Hz para a direção longitudinal e 1,75Hz para a direção transversal).

## 5.2. Influência das paredes de alvenaria de enchimento na resposta do edifício

Para avaliar a influência dos painéis de alvenaria na resposta global da estrutura foi analisada a resposta do edifício com e sem painéis de alvenaria de enchimento. Na Figura 15 apresenta-se a envolvente de deslocamentos máximos para cada piso, e para cada direção horizontal do edifício [3]. Desta análise é possível verificar que para a direção longitudinal os painéis de alvenaria de enchimento reduzem os deslocamentos horizontais significativamente. No entanto, as paredes introduzem um mecanismo de comportamento tipo *soft-storey*, concentrando quase todas as exigências de deformação (entre pisos) ao nível do R/C. De facto, as exigências de deformação ao nível do R/C no edifício com as paredes é significativamente superior (mais do dobro) ao calculado sem considerar a influência das paredes, demonstrando que a não consideração das paredes nem sempre é uma posição conservativa. Este efeito não seria capturado caso não fossem modelados os painéis de alvenaria de enchimento. Na direção transversal (Y), o efeito de *soft-storey* não é tão pronunciado mas também existe, e mais uma vez as exigências de deformação ao nível do R/C são maiores ao considerar as paredes de alvenaria. Assim, corrobora-se que uma avaliação da segurança rigorosa dos edifícios só se consegue considerando os painéis de alvenaria.

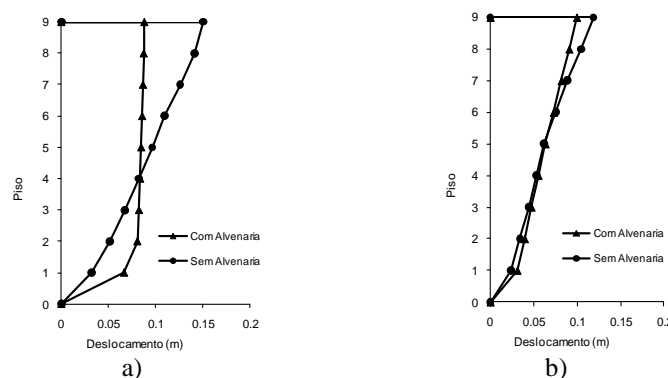


Figura 15 : Envolvente da deformada com e sem paredes de alvenaria para cada direção do edifício: a) longitudinal (X); b) transversal (Y) [3]

### 5.3. Avaliação da segurança

Para a avaliação da segurança foram adotadas três séries de sismos gerados artificialmente para estudar a vulnerabilidade do edifício. A primeira série de sismos (A) foi gerada no âmbito de um projeto europeu, representando um cenário de risco sísmico médio/alto para a Europa [29], para vários períodos de retorno. A segunda e terceira série de sismos (B e C, respetivamente) foram geradas através de um método de falha finita para simular um provável sismo em Lisboa [30], calibrado com sismos reais ocorridos em Lisboa. Os sismos B e C foram escalados para as acelerações de pico da série A, para cada período de retorno.

A resposta da estrutura, em ambas as direções, revela um comportamento tipo *soft-storey* (ao nível do rés-do-chão). Este comportamento estrutural leva a uma concentração das exigências de deformação ao nível do rés-do-chão, enquanto aos pisos superiores é exigido um nível de deformação muito inferior. Na Figura 16 apresentam-se os resultados das análises numéricas para a direção longitudinal do edifício em termos de envolvente máxima da deformada lateral da estrutura, máximo deslocamento relativo entre pisos (*drift*) e esforço de corte máximo em cada piso, para cada nível de ação sísmica da série de acelerogramas A (para períodos de retorno de 73, 475, 975, 2000, 3000 e 5000).

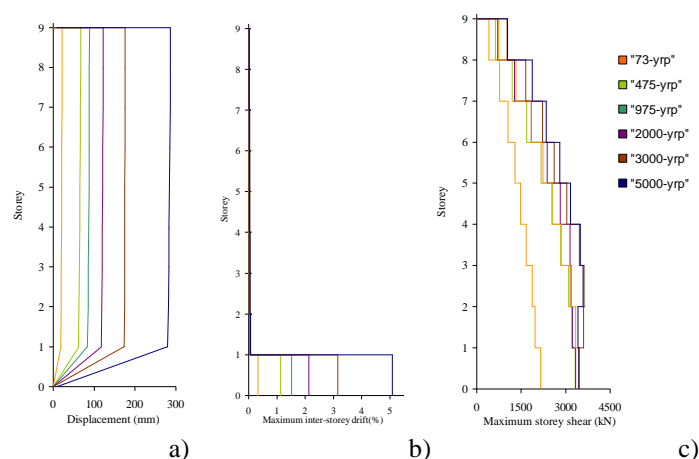


Figura 16 : Resultados para a direção longitudinal (direção X) e para a série de acelerogramas A: a) envolvente da deformada; b) máximo deslocamento entre pisos (*drift*); c) perfil de esforço de corte máximo em cada piso

Da análise dos resultados obtidos em termos de envolturas apresentados para a direção longitudinal, que foram também confirmados para a direção transversal, pode concluir-se que



as exigências de deformação tendem a concentrar-se ao nível do rés-do-chão. De facto, a ausência das alvenarias de enchimento ao nível do rés-do-chão e a maior altura deste piso (5,5m para o rés-do-chão e aproximadamente 3,0m para os andares superiores), induz uma irregularidade estrutural importante em altura, em termos de rigidez e resistência.

Foram analisadas as curvas de vulnerabilidade para cada direção (X e Y), Figura 17, do edifício em estudo, para as três séries de acelerogramas, de forma a estimar as exigências de deformação, e consequentemente o nível de dano associado, para cada intensidade sísmica. Os resultados obtidos permitem realizar uma verificação da segurança de acordo com recomendações internacionais, como VISION-2000 [31] e o ATC-40 [32]. Na Tabela 2 são apresentados os limites de *drift*, para cada nível de desempenho estrutural, de acordo com as recomendações internacionais ATC-40 e VISION-2000. Os resultados das análises realizadas mostram que, para o nível do rés-do-chão, as exigências de *drift* são maiores para a direção transversal do edifício, verificando-se assim que esta é a direção mais vulnerável. Comparando diretamente os valores máximos de *drift* calculados ao nível do rés-do-chão com os limites de segurança recomendados no ATC-40 e no VISION-2000, pode concluir-se que a segurança do edifício não é garantida para a direção longitudinal (X), considerando a série de acelerogramas C. No entanto, salienta-se que nas análises realizadas não foram tidos em conta os efeitos de segunda ordem, que se considerados poderão agravar significativamente as exigências de deformações nas duas direções do edifício e para todas as séries de acelerogramas.

Tabela 2 – Limites de deslocamento relativo entre pisos (*drift*) de acordo com: a) ATC-40 [32]; b) VISION-2000 [31]

	Estado Limite			
	Ocupação imediata	Controlo de danos	Perda de vidas	Colapso
(a) Limites de deslocamento relativo entre pisos de acordo com o ATC-40				
<i>Drift</i> Limite	1%	1-2%	2%	$0.33 \frac{V_L}{P_t} \approx 7\%$
	Completamente operacional	Operacional	Risco de perda de vidas	Colapso
(b) Limites de deslocamento relativo entre pisos de acordo com o VISION-2000				
<i>Drift</i> Limite	0,2%	0,5%	1,5%	2,5%

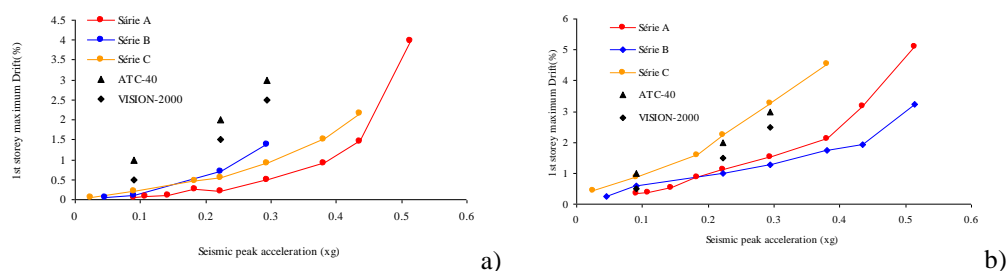


Figura 17 : *Drift* máximo do R/C vs. aceleração de pico e limites de segurança: a) direção transversal (Y); b) direção longitudinal (X)

## 6. CONCLUSÕES

Os painéis de alvenaria de enchimento são correntemente utilizados na construção de edifícios em Portugal. A sua resposta a solicitações horizontais, como a induzida pelos sismos, é muito complexa e dependente de inúmeros fatores, tais como: propriedades dos materiais (tijolo, reboco, juntas), qualidade de mão-de-obra, geometria, ligação entre o painel e o pórtico envolvente, entre outras.

Da análise dos danos observados em sismos recentes é clara a influência dos painéis de alvenaria na resposta global do edifício. Sublinha-se a importância que deve ser dada no

dimensionamento e verificação da segurança destes elementos, especialmente no que diz respeito à adequada pormenorização dos pontos singulares (apoios, ligações, travamentos, etc.).

O desenvolvimento de modelos numéricos não-lineares que simulam o comportamento global destes painéis de alvenaria e o aumento das capacidades computacionais torna viável a consideração da influência das paredes de alvenaria no dimensionamento e verificação de segurança de estruturas de edifícios.

Das reflexões desenvolvidas destaca-se a importância do incentivo à verificação da segurança dos edifícios existentes, e o desenvolvimento de medidas e soluções de correção e reforço. É ainda necessário promover a consideração dos painéis de alvenaria na fase de dimensionamento das estruturas, com recurso a modelos globais simplificados, desenvolver projetos adequados e rigorosos, mas também promover as boas práticas de construção das paredes de alvenaria de enchimento.

## 7. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à equipe técnica da Universidade de Aveiro, da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, e ao Prof. Giorgio Monti da Universidade de Roma “La Sapienza”, pela colaboração no âmbito da missão técnica a L’Aquila. Este artigo refere investigação realizada com o apoio financeiro da FCT - Fundação para a Ciência e a Tecnologia (Portugal), nomeadamente através da Bolsas de Doutoramento do segundo autor, com a referência SFRH/BD/63032/2009.

## 8. REFERÊNCIAS

- [1] Oliveira, D. - "Comportamento de pórticos de betão armado preenchidos com paredes de alvenaria" *Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*, Porto, 1995.
- [2] Paulay, T., Priestley, M. J. N. - "Seismic design of RC and masonry buildings" - *John Wiley* - ISBN 0-471-54915-0, 1992.
- [3] Milheiro, J., Rodrigues, H., Arêde, A. - "Influência dos painéis de enchimento de alvenaria de tijolo na resposta sísmica de estruturas existentes de betão armado" *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, vol. Série II, n.º 7, 2010.
- [4] Fardis, M. N. - "Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings": *Springer*, 2009.
- [5] Varum, H. - "Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings" *PhD Thesis, Civil Engineering Department, University of Aveiro*, Aveiro, 2003.
- [6] Rodrigues, H., Romão, X., Costa, A. G., Arêde, A., Vaum, H., Guedes, J., Vicente, R., Costa, A. A., Paupério, E. - "Sismo de L'Aquila de 6 de Abril de 2009. Ensinaamentos para Portugal", *SISMICA 2010 - 8º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica - Universidade de Aveiro*, Aveiro, 2010.
- [7] Polyakov, S. V. - "Masonry in Framed Buildings. An Investigation into the Strength and Stiffness of Masonry Infilling" *Moscow*, 1957.
- [8] Crisafulli, F. J., Carr, A. J., Park, R. - "Analytical modelling of infilled frames structures - A general review" *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 33, pp. 30-47, 2000.
- [9] Al-Chaar, G. K., Mehrabi, A. - "Constitutive Models for Nonlinear Finite Element Analysis of Masonry Prisms and Infill Walls" *Construction Engineering Research Laboratory - ERDC/CERL TR- 08-19* 2008.
- [10] Pauley, T., Priestley, M. J. N. - "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings": *John Wiley & Sons, Inc.*, 1992.

- [11] Rodrigues, H., Varum, H., Costa, A. - "Simplified macro-model for infill masonry panels" *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 14, pp. 390-416, 2010.
- [12] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1-3: Strengthening and repair of buildings - European prEN 1998-1-3, B. European Committee for Standardization, Belgium, 2003.
- [13] FEMA273 - "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings; FEMA 274, Commentary", *Federal Emergency Management Agency*, Washington (DC), 1996.
- [14] FEMA356 - "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", *Federal Emergency Management Agency*, Washington (DC), 2000.
- [15] NZSEE2006 - "Assessment and improvement of the structural performance of buildings in earthquakes - *New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Recommendations of a NZSEE Study Group on Earthquake Risk Buildings", 2006.
- [16] Magenes, G., Pampanin, S. - "Seismic response of gravity-load design frames with masonry infills" *3<sup>rd</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- [17] FEMA-306 - "Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings - Basic Procedures Manual", *Federal Emergency Management Agency*, Washington, D.C., 1999.
- [18] FEMA-307 - "Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings - Technical Resources", *Federal Emergency Management Agency*, Washington, D.C., 1999.
- [19] Sezen, H., Elwood, K. J., Whittaker, A. S., Mosalam, K. M., Wallace, J. W., Stanton, J. F. - "Structural Engineering Reconnaissance of the August 17, 1999, Kocaeli (Izmit), Turkey", Earthquake. *PEER Report 2000/09 - Pacific Earthquake Engineering Research Center*, College of Engineering University of California, Berkeley, 2000.
- [20] Costa, A. A., Ferreira, M., Oliveira, C. S. - "O Grande Sismo de Sichuan: Impactos e Lições para o Futuro" *SÍSMICA 2010 – 8º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica*, Aveiro, 2007.
- [21] Li, B., Wang, Z., Mosalam, K. M., Xie, H. - "Wenchuan Earthquake Field Reconnaissance on Reinforced Concrete Framed Buildings With and Without Masonry Infill Wall" *14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008.
- [22] Vicente, R., Rodrigues, H., Costa, A., Varum, H., Silva, J. A. R. M. d. - "Masonry Enclosure Walls: Lessons learnt from the recent Abruzzo Earthquake" *14<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Republic of Macedonia, 2010.
- [23] *Lorca Earthquake*. Available: [http://www.simplynetworking.es/news-6427-31-lorca\\_earthquake\\_48\\_of\\_homes\\_can\\_be\\_occupied\\_again\\_tonight.html](http://www.simplynetworking.es/news-6427-31-lorca_earthquake_48_of_homes_can_be_occupied_again_tonight.html) ), 2011.
- [24] Vicente, R., Mendes da Silva, J. A. R. - "Defects of non-loadbearing masonry walls due to partial basal supports", *Construction and Building Materials*, vol. 21, pp. 1977-1990, 2007.
- [25] Hendry, A. W., Sinha, B. P., Davies, S. R. - "Design of Masonry Structures": *Third edition of Load Bearing Brickwork Design*, 1997.
- [26] Vekey, R. C. D., Tarr, K., Worhy, M. - "Workmanship and the performance of wall ties: Effect of depth of embedment" *Masonry Int.*, vol. 2, pp. 43-46, 1988.
- [27] Rodrigues, H., Romão, X., Varum, H., Costa, A. - "Integrated User-friendly Environment for A 2-D Nonlinear Analysis Program", *International Journal of Advanced Structural Engineering*, vol. 1, pp. 111-134, 2009.
- [28] Costa, A. C., Costa, A. G. - "Hysteretic model of force-displacement relationships for seismic analysis of structures", *National Laboratory for Civil Engineering*, Lisbon 1987.
- [29] Carvalho, E. C., E. Coelho, E., Campos-Costa, A. - "Preparation of the full-scale tests on reinforced concrete frames - Characteristics of the test specimens, materials and testing conditions. ICONS report, Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures, European TMR Network - LNEC, Lisbon", 1999.
- [30] A. Carvalho, A., Costa, A. C., Oliveira, C. S. - "A stochastic finite-fault modelling for the 1755 Lisbon earthquake" *13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada., 2004.

- 
- [31] SEAOC-Vision2000 - "Performance based seismic engineering of buildings, vols. I and II: Conceptual framework", *Structural Engineers Association of California*, Sacramento (CA) 1995.
  - [32] ATC40 - "Seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings", *Applied Technology Council*, Redwood City (CA)", 1996.